

чения. Нормы проектирования: ВСН 58–88(р) / Госкомархитектуры. – М.: Стройиздат, 1990. – 32 с.

21.Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.

22.Ржаницын А.Р. Экономический принцип расчёта на безопасность // Строительная механика и расчет сооружений. – 1973. – №3. – С. 3-5.

23.Семко О.В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій. – К.: Сталь, 2004. – 316 с.

24.Семко О.В. Застосування теорії ризиків для визначення коефіцієнту надійності за призначенням // Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сб. науч. тр. – Одесса: ОГАСА, 2005. – С.178-185.

25.Складнев Н.Н. О методических принципах вероятностного расчета строительных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. – 1986. – №3. – С.12-16.

26.Снарскис Б.И. К статико-экономическому обоснованию запасов несущей способности конструкций // Труды АН Литовской ССР. Сер. Б. – 1962. – №2 (29). – С.229-241; – 1963. – №1 (32). – С.157-203.

27.Снарскис Б.И. Оптимальные расчётные и контрольные значения случайных параметров как средство оптимизации надёжности // Проблемы надёжности в строительстве проектировании. – Свердловск, 1972. – С.202-211.

28.Сухов Ю.Д. Вероятностно-экономическая модель процесса эксплуатации строительных конструкций // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1975. – №4. – С.13-16.

29.Сухов Ю.Д. Методика оценки ответственности статически неопределимых систем // Исследования по строительной механике и надёжности конструкций: Сб. науч. тр. ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко. – М.: ПЭМ ВНИИИС Госстроя СССР, 1986. – С.89-109.

30.Тамразян А.Г. К оценке определения риска чрезвычайных ситуаций по основным признакам его проявления на сооружения // Бетон и железобетон. – 2001. – №5. – С.8-10.

31.Улицкий В.М., Лисюк М.Б. Оценка риска и обеспечение безопасности в строительстве // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2003. – №5. – С.160-166.

32.Шпете Г. Надёжность несущих строительных конструкций: Пер. с нем. О.О.Андреева. – М.: Стройиздат, 1994. – 288 с.

Отримано 15.10.2007

УДК 624.012.4 : 539.415

В.В.ПОГРЕБНОЙ, О.А.ДОВЖЕНКО, канд. техн. наук

Полтавский национальный технический университет им. Юрия Кондратюка

ПРОЧНОСТЬ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ СРЕЗЕ ПО ДАННЫМ ТЕОРИИ ПЛАСТИЧНОСТИ И ЭКСПЕРИМЕНТОВ

На основе математического аппарата теории идеальной пластичности бетона получены решения задач прочности для образцов Гвоздева и Мерша, отдельной прямоугольной бетонной шпонки, шпоночных соединений, усеченных бетонных клиньев. Экспериментальные данные о напряженно-деформированном состоянии элементов подтвердили принятые расчетные схемы их разрушения. Анализ сходимости теоретической

прочности с опытной показал более высокую точность полученных решений по сравнению с расчетом по эмпирическим формулам.

Бетонные и железобетонные элементы, работающие на восприятие срезающих сил, являются весьма распространенными в практике строительства.

Нами разработана общая методика расчета прочности элементов при срезе, учитывающая влияние вида и класса бетона, армирования и обжатия элементов в плоскости среза, их формы и размеров, неравномерности распределения усилий среза по длине многошпоночного стыка [1, 2]. В результате достигается существенное уточнение расчета по сравнению с известными эмпирическими формулами, расширяются возможности для оптимизации конструктивных решений, повышается надежность конструкций.

Расчет прочности базируется на следующих предпосылках: рассматривается класс задач при плоском напряженном состоянии, которые отвечают критерию применимости теории пластичности к бетону [3]; к бетону в стадии разрушения применяется предпосылка об идеальной пластичности, используется схема жестко-пластического тела; связь скоростей деформаций с напряжениями находится по ассоциированному закону пластического деформирования; в качестве пластического потенциала для тяжелого бетона используется условие прочности Баландина-Гениева [4], а для легкого – Митрофанова [5].

Расчет по прочности выполняется с использованием известного метода характеристик [6] в следующей последовательности: для рассматриваемого элемента строятся поля характеристик; параметры напряженного состояния, размеры, определяющие геометрию областей пластичности, и предельная нагрузка определяются из системы уравнений, которая включает соотношения параметров на характеристических линиях и условия равновесия части элемента [4, 5].

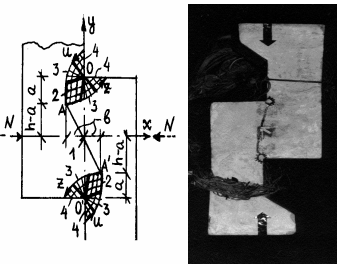
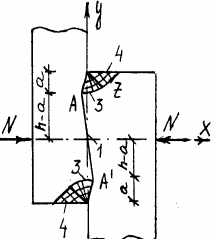
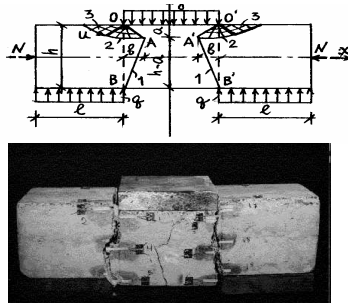
Системы уравнений для определения неизвестных в задачах прочности достаточно сложные, поэтому получены численные решения, на базе которых кривые прочности были аппроксимированы методом наименьших квадратов.

Ниже в таблице представлены расчетные схемы (поля характеристик), характер разрушения опытных образцов и зависимости для определения прочности элементов из тяжелого бетона.

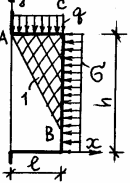
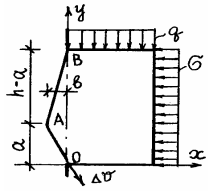
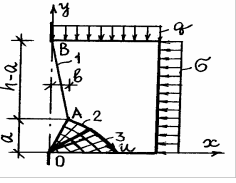
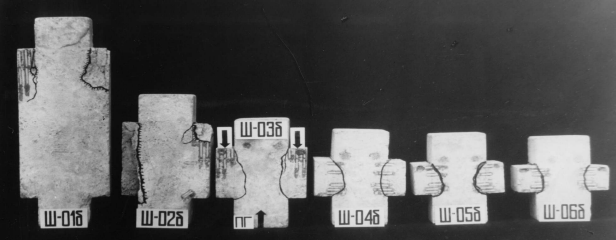
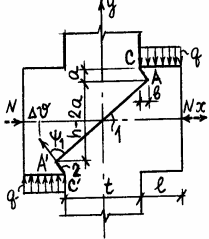
Для моделирования процесса разрушения многошпоночного соединения дискретные шпонки и поперечные арматурные стержни заменяются непрерывно распределенными по длине стыка деформируемыми связями сдвига и абсолютно жесткими поперечными связями,

принимается упруго-пластическая диаграмма зависимости “касательное напряжение τ – перемещение Δ ” с ограничением величины сдвига предельным значением Δ_u , предельное касательное напряжение приравнивается сопротивлению срезу отдельной шпонки R_{sh} .

Расчетные схемы, характер разрушения и зависимости
для определения прочности элементов

№ п/п	Расчетная схема и характер разрушения	Расчетные зависимости
1	2	3
1	Образец Гвоздева	
1.1		<p>при $\sigma = \frac{N}{2hb} = 0$</p> $R_{sh}^o = 2,15 R_{bt} \left[R_b / (R_b + R_{bt}) \right]^{1/2},$ <p>где b – ширина образца</p> <p>при $\sigma \leq 0,5R$</p> $R_{sh} = R_{sh}^o + \sigma,$
1.2		<p>при $0,5R < \sigma \leq R_b$</p> $R_{sh} = R_{sh}^o \left[1 + 11,22 \frac{\sigma}{R} \left(1 - 0,65 \frac{\sigma}{R} \right) \right]$
2	Образец Мерша	
		<p>при $\sigma = 0$</p> $R_{sh}^o = \left[R_b (R_b + R_{bt}) \right]^{1/2} / (1,2 + 5,21/h)$ <p>при $0 < \sigma \leq R_b$</p> $R_{sh} = R_{sh}^o \left[1 + \frac{22,21}{1 + 1/h} \frac{\sigma}{R} \left(1 - 1,08 \frac{\sigma}{R} \right) \right]$

Продолжение таблицы

1	2	3
3	Прямоугольные бетонные шпонки	<p>1) смятие $l/h < 0,25$ при $\sigma=0$</p> $R_{loc}^o = R_b l/h$ <p>при $0 < \sigma \leq 0,5R$</p> $R_{loc} = R_{loc}^o \left[1 + 1,47 \frac{\sigma}{R_b} \left(1 - 0,39 \frac{\sigma}{R_b} \right) \right]$ <p>2) срез $0,25 \leq l/h \leq 0,6$ при $\sigma=0$</p> $R_{sh}^o = \frac{1}{3} \left[1,9 (R_b R_{bt})^{1/2} + R_b (0,6 - l/h)^2 \right]$ <p>при $0 < \sigma \leq 0,5R$</p> $R_{sh} = R_{sh}^o \left[1 + \frac{6,1}{1 + l/h} \frac{\sigma}{R_b} \left(1 - 0,49 \frac{\sigma}{R_b} \right) \right]$ <p>3) при изгибе $l/h > 0,6$ при $\sigma=0$</p> $R_{cut}^o = 0,5 (R_b R_{bt} l/h)^{1/2}$ <p>при $0 < \sigma \leq 0,5R$</p> $R_{cut} = R_{cut}^o \left[1 + \frac{4,8}{2 - (l/h)^{1/2}} \frac{\sigma}{R_b} \left(1 - 0,52 \frac{\sigma}{R_b} \right) \right]$
3.1.		
3.2.		
3.3.		
		
4	<p>Шпоночное соединение</p> 	<p>разрушение по шву при $\sigma = 0$</p> $R_{sh}^o = 0,75 (R_b R_{bt})^{1/2} \left[1 - 0,7 (t/h)^{1/2} \right]$ <p>при $0 < \sigma \leq 0,5R$</p> $R_{sh} = R_{sh}^o + \sigma$

Окончание таблицы

1	2	3
5	Усеченный бетонный клин	
5.1	<p>Тип I</p>	$P/R_b b h = \frac{\operatorname{tg} \gamma \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \beta}}{(\operatorname{tg} \gamma - \operatorname{tg} \beta)};$ $P = \sqrt{Q^2 + N^2}$
5.2	<p>Тип II</p>	$P/R_b b h = \frac{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg}(\gamma - \alpha) \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \beta}}{\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg}(\gamma - \alpha)(1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)};$
5.3	<p>Тип III</p>	$P/R_b b h = 2 \sin(\alpha/2) \left[\operatorname{ctg} \alpha + \frac{1}{\operatorname{tg} \gamma + \operatorname{tg} \delta} \right],$ <p>где $\operatorname{tg} \delta = [\operatorname{tg} \gamma + \operatorname{tg}(\gamma - \alpha)]/2$</p>

Программа экспериментов включала изучение деформированного состояния и определение предельной нагрузки пяти типов элементов: образцов Гвоздева и Мерша, отдельных бетонных шпонок, многшпоночных соединений и усеченных бетонных клиньев – моделей сжатой зоны бетона над опасной наклонной трещиной. Основными целями исследований являлось экспериментальное подтверждение реальности существования в образцах областей пластичности, принятых в теоретических решениях, и изучение влияния определяющих прочность факторов.

Несмотря на внешне хрупкий характер разрушения для образцов Гвоздева опытные зависимости между нагрузкой Q и относительными деформациями бетона \mathcal{E}_y в областях одноосного сжатия 4 (таблица, п.1) показывают развитие больших пластических деформаций на стадиях, близких к разрушению. При этом кривые $Q - \mathcal{E}_y$ (рис.1) сходны с известной диаграммой $\sigma_b - \mathcal{E}_b$, полученной на бетонных призмах, а

измеренные предельные деформации ε_y бетона, равные в среднем $290 \cdot 10^{-5}$, близки к величинам предельной сжимаемости бетона $\varepsilon_{b,u}$.

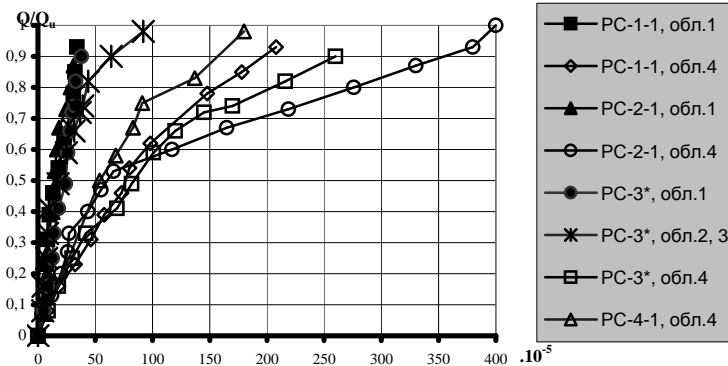


Рис.1 – Графики зависимости $Q/Q_u - \varepsilon_y$ для областей 1, 2, 3 и 4 (таблица, п.1) предельного напряженного состояния образцов I серии

Разрушающая нагрузка для образцов Мерша и отдельных прямоугольных шпонок существенно зависит от соотношения l/h (см. табл., п.3), которое для шпонок определяет и характер разрушения: от смятия, среза и изгиба. Оптимальное соотношение размеров шпонок $l/h = 0,25$.

Все опытные образцы шпоночных соединений разрушались путем среза. При нагрузке равной $\approx 0,7 Q_u$ в нижних, наиболее нагруженных шпонках, трех- и пятишпоночных образцов образовывались трещины вблизи плоскости среза. На уровнях нагружения $0,8 \dots 0,9 Q_u$ появлялись трещины в средних и верхних шпонках по длине стыка с меньшей шириной раскрытия, чем в нижних шпонках. Разрушение сопровождалось смещением крайних частей образцов относительно средней части. Армирование повышает прочность образцов.

При испытании железобетонных балок очень трудно выделить вклад бетона сжатой зоны над опасной наклонной трещиной (ОНТ) в сопротивлении балки поперечной силе. Поэтому необходимы специальные образцы, моделирующие часть балки, расположенную над ОНТ, и позволяющие отдельно исследовать работу бетона сжатой зоны [1, 5, 7].

В опытах на образцах-клиньях исследовалось влияние угла клина (наклона трещины) α , угла нагружения $\beta = \arctg Q_b / N_b$, класса бетона.

На рис.2 показаны зависимости относительной прочности клиньев от угла нагружения β при $\chi = R_{bt}/R_b = 0,1$.

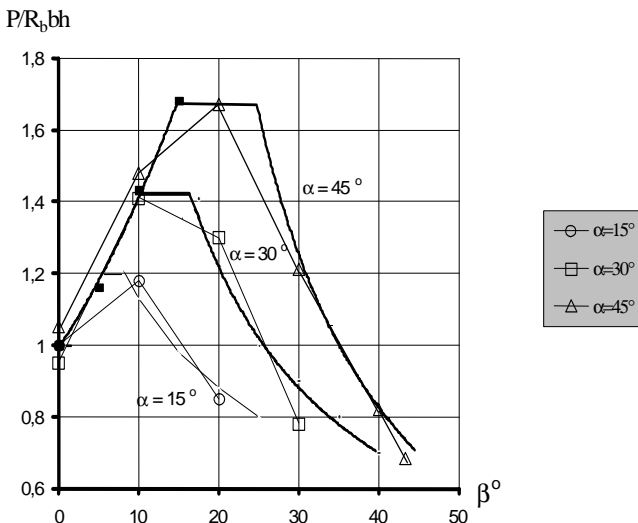


Рис.2 – Зависимость прочности клиньев от угла нагружения (при $\chi=0,1$)

Анализ сходимости теоретической прочности с опытной. Для каждого из рассмотренных случаев среза как формы разрушения определялось среднее арифметическое отношение опытной R_{sh}^{test} к теоретической R_{sh}^{calc} прочности $\bar{x} = R_{sh}^{test} / R_{sh}^{calc}$, среднее квадратичное отклонение σ_{n-1} и коэффициент вариации V указанного отношения.

Образцы Гвоздева. Сравнение опытного и теоретического сопротивления срезу для образцов Гвоздева, испытанных авторами [2, 8, 9] позволяет сделать вывод: предложенное теоретическое решение достаточно хорошо согласуется с экспериментами в широком диапазоне изменения прочности тяжелого бетона $R = 5 \div 70$ МПа (рис.3). Данные получены по 39 образцам, для которых среднее отношение опытной прочности к теоретической составило 0,97, среднее квадратическое отклонение 0,15, коэффициент вариации 15,4%.

Образцы Мерша. Статистические показатели для образцов Мерша по результатам экспериментов [2, 9, 10] следующие: $\bar{x}=1,00$, $\sigma_{n-1}=0,118$, $V=11,5\%$.

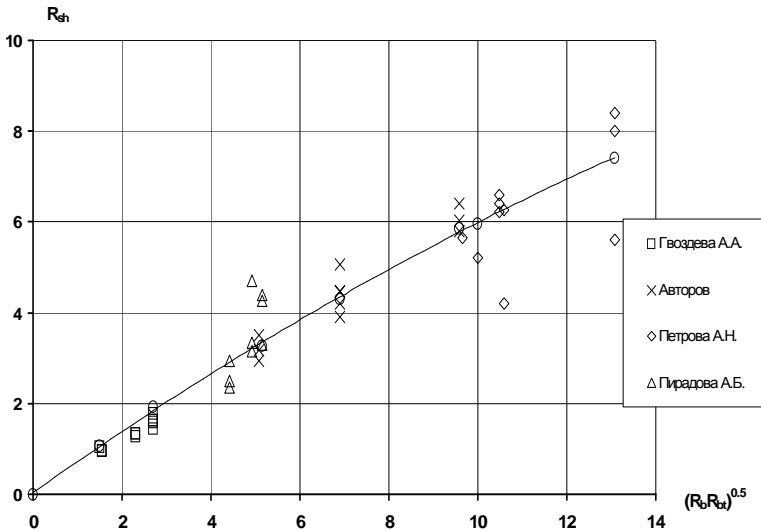


Рис.3 – Сравнение опытной и теоретической прочности образцов Гвоздева

Образцы Гвоздева при срезе с обжатием. На рис.4, а представлено сравнение опытной и теоретической прочности при срезе с обжатием образцов, предложенных А.А.Гвоздевым, и испытанных А.Н.Петровым [9]. Статистические характеристики: $\bar{x}=1,04$, $\sigma_{n-1}=0,154$, $\nu=14,8\%$.

Образцы Мерша при срезе с обжатием. Для образцов Мерша при срезе с обжатием статистические показатели по расчетной зависимости (таблица, п.2) следующие: $\bar{x}=1,02$, $\sigma_{n-1}=0,135$, $\nu=13,2\%$.

На рис.4, б приведены опытные данные [9, 10] и теоретические кривые.

Отдельные прямоугольные шпонки. На рис.5, а представлено сравнение опытной и теоретической прочности для отдельных прямоугольных шпонок из тяжелого бетона. Теоретическая прочность подсчитывалась в зависимости от величины l/h , определяющей характер разрушения шпонок (смятие или срез). При этом прочность образцов Ш-06а и Ш-06б при $l/h=0,6$ отличается от теоретической и разрушение носит хрупкий характер. Следовательно, третий случай разрушения бетонных шпонок, рассматриваемый при решении задач прочности, не реализуется при отсутствии обжатия.

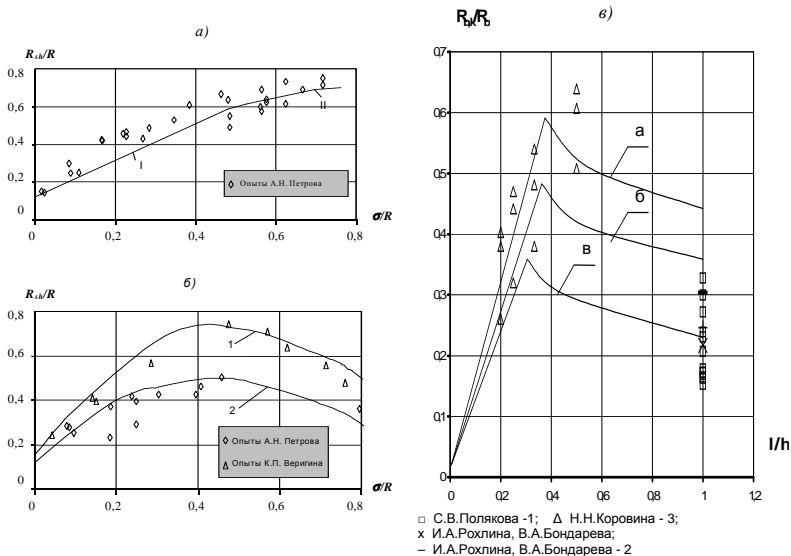


Рис. 4 – Сравнение опытной и теоретической прочности при срезе с обжатием: а – для образцов Гвоздева; б – для образцов Мерзха: 1 – $l/h=0,65$; 2 – $l/h=1$; в – отдельных прямоугольных шпонок: опытные данные: 1 – $\sigma/R_b=0,03-0,15$; 2 – $\sigma/R_b=0,15-0,2$; 3 – $\sigma/R_b=0,5$; теоретические зависимости: а – $\sigma/R_b=0,5$; б – $\sigma/R_b=0,3$; в – $\sigma/R_b=0,1$.

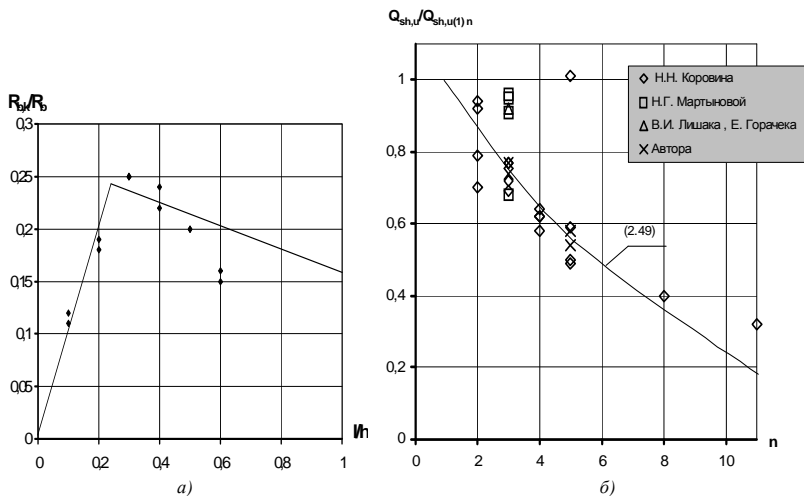


Рис. 5 – Зависимость опытной и теоретической прочности: а – от l/h для шпонок из тяжелого бетона; б – от количества шпонок для многшпоночных стыков.

Получены следующие статистические характеристики для восьми образцов: $\bar{x}=1,02$, $\sigma_{n-1}=0,08618$, $\nu=8,4\%$.

Отдельные шпонки при обжатии. На рис.4, в представлены результаты сравнения опытной и теоретической прочности для шпонок из тяжелого бетона при срезе (смятии) с обжатием. Уровень обжатия изменялся в широких пределах от $\sigma/R_b=0,03$ до 0,5 при прочности образцов $R=13,5 \div 41,1$ МПа. Для 27 образцов [11, 12] получены следующие статистические характеристики: $\bar{x}=1,01$, $\sigma_{n-1}=0,147$, $\nu=14,6\%$.

Армированные шпонки. Сравнивалась опытная и теоретическая прочность для армированных шпонок [12, 14] при коэффициенте армирования $\mu_s \leq 0,02$ и l/h , изменяющемся в пределах $0,2 \div 0,6$. Статистические характеристики для 17 образцов следующие: $\bar{x}=1,04$, $\sigma_{n-1}=0,132$, $\nu=12,7\%$.

Шпоночные стыки. Проведено сравнение опытной прочности многошпоночных стыков [2, 12, 13] с теоретической (зависимость 2.49 на рис.5, б [2]). Для 26 образцов получены следующие статистические характеристики: $\bar{x}=1,01$, $\sigma_{n-1}=0,121$, $\nu=11,98\%$. При этом изменялось количество шпонок в стыке от 2 до 10, значение l/h – от 0,15 до 0,5, прочность бетона R – от 8,4 до 25 МПа. Анализировались образцы, изготовленные как из тяжелого, так и из легкого бетона.

Усеченные керамзитобетонные клинья. При сравнении опытной и теоретической прочности усеченных керамзитобетонных клиньев для 18 образцов [2] получены следующие статистические характеристики: $\bar{x}=0,96$, $\sigma_{n-1}=0,113$, $\nu=11,8\%$.

Для решения практических задач строительства важное значение имеют разнообразные случаи среза как формы разрушения. При этом расчет их прочности проводится по эмпирическим формулам, имеющим частный характер, узкую область применимости и недостаточную точность, ограничивающую полноту оптимизации и надежность конструкций.

С помощью общей методики, в основу которой положена теория пластичности бетона, нами получены решения задач прочности для предложенных Гвоздевым и Мершем образцов при срезе и срезе с обжатием отдельных прямоугольных бетонных шпонок при различных отношениях размеров многошпоночных соединений и усеченных бетонных клиньев.

При сложных неоднородных напряженно-деформированных состояниях внешне хрупкий характер разрушения не может служить

свидетельством неприменимости теории пластичности к расчету прочности бетонных и железобетонных элементов. Предпосылка об идеальной пластичности применима к бетону, если в элементе отсутствуют обуславливающие хрупкое разрушение области растяжения или уровень напряжений в них отстает от уровня напряжений в сжатых областях.

Результаты экспериментальных исследований подтвердили реальность областей пластичности, принятых в теоретических решениях, а также предполагаемое влияние определяющих прочность факторов. Теоретическая прочность достаточно хорошо согласуется с опытной. Таким образом, изложенная методика расчета прочности бетонных и железобетонных элементов при действии срезающих сил сочетает важные для практики достоинства – точность, общий подход и сравнительную простоту.

1. Митрофанов В.П. Напряженно-деформированное состояние, прочность и трещинообразование железобетонных элементов при поперечном изгибе: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / ВЗИСИ. – М., 1982. – 41 с.

2. Погребной В.В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе: : Дисс. ... канд. техн. наук 05.23.01. – Полтава: ПДТУ им. Ю.Кондратюка, 2001. – 237 с.

3. Митрофанов В.П., Довженко О.О., Погрібний В.В. Про можливість застосування передумови про ідеальну пластичність до бетону // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, Вип.7. – Одеса: ОДАБА, 2002. – С.118-122.

4. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.

5. Митрофанов В.П. Предельная нагрузка усеченного бетонного клина // Строительная механика и расчет сооружений. – 1973. – №1. – С. 20-24.

6. Качанов А.М. Основы теории пластичности. – М.: Наука, 1969. – 420 с.

7. Mitrofanov V.P. Investigation of Destruction Zone Resistance of HSC of Beams Under Shear Forces Action/ 5th Int. Symp. On Utilization of HS/HP Concrete, 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway. Proceedings, Vol. 1. – pp. 461-468.

8. Гвоздев А.А., Васильев А.П., Дмитриев С.А. Изучение сцепления нового бетона со старым. – М., Л.: ОНТИ, 1932. – 54 с.

9. Петров А.Н. Сопротивление бетона срезу при наличии нормальных сжимающих напряжений // Сборник научных трудов. Вып.19. – Днепропетровск. – 1962. – С.19-32.

10. Веригин К.П. Сопротивление бетона при совместном воздействии осевых и поперечных сил // Бетон и железобетон. – 1960. – №10. – С.479-480.

11. Рохлин И.А., Бондарев В.А. Исследование и расчет бессварочных шпоночных стыков тонкостенных железобетонных конструкций. – К.: НИИСК Госстроя СССР, 1968. – 34 с.

12. Коровин Н.Н., Еськов В.С. Шпоночные стыки сборных железобетонных оболочек // Промышленное строительство. – 1966. – № 8. – С.25-29.

13. Мартынова Н.Г. Испытания на сдвиг вертикальных стыков монолитных стен со сквозными шпонками // Тезисы докладов 9-го коорд. совещания "Эффективные конструкции и методы расчета несущих систем, элементов и узлов бескаркасных зданий". – Вильнюс, 1984. – С.48-51.

14. Прочность и жесткость стыковых соединений панельных конструкций. Опыт

СССР и ЧССР / Е.Горачек, В.Лишак, Д.Пуме и др.; Под ред. В.Лишака – М.: Стройиздат, 1980. – 192 с.

Получено 30.08.2007

УДК 691.58.668.3

Л.Н.ШУТЕНКО, д-р техн. наук, М.С.ЗОЛОТОВ, канд. техн. наук,
Р.Б.ТКАЧЕНКО

Харьковская национальная академия городского хозяйства

ЗАВИСИМОСТЬ ГЛУБИНЫ ЗАДЕЛКИ АРМАТУРНЫХ СТЕРЖНЕЙ ОТ ПРОЧНОСТИ АКРИЛОВОГО КЛЕЯ

Приводятся результаты экспериментов по определению глубины заделки в бетон арматурных стержней класса А500 в зависимости от прочности акрилового клея.

В связи с использованием в Украине в строительном производстве нового сортамента арматурной стали согласно ДСТУ 3760-98 [1] авторами проведены сравнительные аналитические исследования геометрических характеристик арматурных стержней классов А500С и АШ, а также определена прочность клеевой анкеровки стержней при использовании акриловых клеев различных составов. Исходя из результатов экспериментов определена глубина заделки арматурных стержней класса А500С модифицированными акриловыми клеями, обеспечивающими надежность работы железобетонных конструкций.

Как показали исследования [2-4], преимуществами арматуры класса А500С перед арматурой класса А-Ш являются: высокая пластичность, исключение хрупких разрушений сварных соединений, высокий предел текучести и расчетное сопротивление, позволяющее получать более 20% экономии стали (в среднем экономия составляет 10%); более низкая себестоимость производства, поэтому цена арматуры класса А500С не превышает цены арматуры класса А-Ш при значительно более высокой прочности. Арматура класса А-Ш (А-400), изготавливается из сталей марок 25 Г2С и 35 ГС по ГОСТ 5781. НИИЖБ (г.Москва) совместно с металлургическими предприятиями выполнен комплекс работ по созданию и освоению промышленного производства арматуры класса А500С из стали с содержанием углерода не более 0,74% и углеродным эквивалентом не более 54%. К этому времени почти все страны Европы полностью перешли на производство и применение арматуры класса А500С. В последние годы и на Украине в строительстве широко используется арматура указанного класса, в связи с чем возникла необходимость исследовать прочность анкеровки арматурных стержней класса А500С в бетон акриловыми